

道路橋橋脚基礎杭の地震被災解析と その対策法に関する研究

南 莊 淳¹・安田扶律²・藤井康男³・田 蔵 隆⁴
大 槻 明⁴・淵本正樹⁵・中平明憲⁶・黒田兆次⁶

¹正会員 工修 阪神高速道路公団 神戸第一建設部 (〒650-0041 神戸市中央区新港町16-1)

²正会員 工博 阪神高速道路公団 計画部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

³正会員 阪神高速道路公団 神戸第一建設部 (〒654-0121 神戸市須磨区妙法寺字山崎地先)

⁴正会員 工博 清水建設(株) 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

⁵工修 清水建設(株) 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

⁶正会員 工修 (株)建設技術研究所 大阪支社 (〒540-0008 大阪市中央区大手前1-2-15)

本論文は、1995年1月17日の兵庫県南部地震によって被災した道路橋橋脚の基礎杭ならびに周辺地盤の状況について述べ、その被災原因の究明を目的に、3次元有限要素法モデルによる液状化解析ならびに側方流動解析を実施したものである。橋脚基礎杭の被災は、主に地震時の地盤変形によって発生し、同時に地盤の流動化に起因する大きな変位が杭に強制的に作用してその損傷を進展させ、結果的に大きな残留変形が杭に生じたものと推察される。このような被害を軽減するための対策法として、サンドコンパクションパイルによる地盤改良と鋼管矢板を用いる4つの方法に関して、解析的にその有用性の検討を行った。その結果、鋼管矢板を橋脚基礎と護岸の間に設置することで、被害がかなり軽減できることが分かった。

Key Words: the 1995 Great Hanshin Earthquake, damage analysis, 3D-FEM, pile foundation, highway bridge, liquefaction, lateral spreading of liquefied soil, remedial measures

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震による予想以上の被害は、各種構造物の耐震設計法の見直しを余儀なくさせた。土木学会に「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され、土木構造物の今後の耐震基準のあるべき姿について、2次にわたる提言¹⁾がなされた。1996年12月に、「道路橋示方書」²⁾は土木学会の提言を受けて大幅に改訂され、耐震設計法にかなりの高度化が図られた。

改訂された「道路橋示方書」では、液状化に伴う地盤の側方流動に対する基礎の耐震設計の規定が新たに設けられた。液状化層の流動によって、その上層の非液状化層から、受働土圧相当の力が橋脚に作用するものとして流動力を算定し、その外力の下に杭基礎の耐震設計を行うことが規定された。

本論文は、液状化に伴う地盤の側方流動によって被災したとされている道路橋の橋脚の基礎杭を中心に、基礎ならびに護岸を含む周辺地盤の被災状況について述べ、さらに被災原因の解明とその対策法に

関する検討を目的に、3次元有限要素法モデルによる液状化解析ならびに側方流動解析を実施したものである。

わが国では、阪神地区のように埋立て年代の若い軟弱な地盤に重要構造物が多く建設されており、同様の被害を防止するための方策の検討が求められている。対象とした道路橋の橋脚の基礎杭が、果たして流動化した地層の移動圧力によって破損したのか、主要動時の上部構造物の慣性力、あるいは地盤変形によって被災した可能性はないのか。被災の真相を究明するための様々な検討が、同様の条件下にある構造物の耐震対策を検討する上できわめて重要である。

2. 橋脚の基礎杭の被害

(1) 被災した橋梁の概要³⁾

被災した道路橋は、埋立地の間を流れる水路を跨ぐ橋長310mの3径間連続鋼床版ゲルパー箱桁橋で

表-1 被災した橋梁の設計・構造条件³⁾

竣工年度	平成5年度(1993年度)
摘要示方書	上部工, 橋脚: 平成2年度道路橋示方書 基礎工: 昭和55年度道路橋示方書
設計震度	上部工, 橋脚: 水平震度 $k_h=0.30$ 基礎工: 水平震度 $k_h=0.24$
上部構造	3径間連続鋼床版ゲルバー箱桁橋 桁長 310m, 支間 87.5m + 135m + 87.5m
橋脚構造	鋼製ラーメン橋脚 橋脚高さ 9.5m, 柱断面 3.0×4.0m
基礎杭	場所打ちコンクリート杭, 56本 杭径 1.5m, 杭長 34m
設計材料条件	鋼材: SM570, SM490Y, SS400, S10T コンクリート強度: フーチング $\sigma_{ck}=23.5\text{MN/m}^2$ 場所打ち杭 $\sigma_{ck}=29.4\text{MN/m}^2$

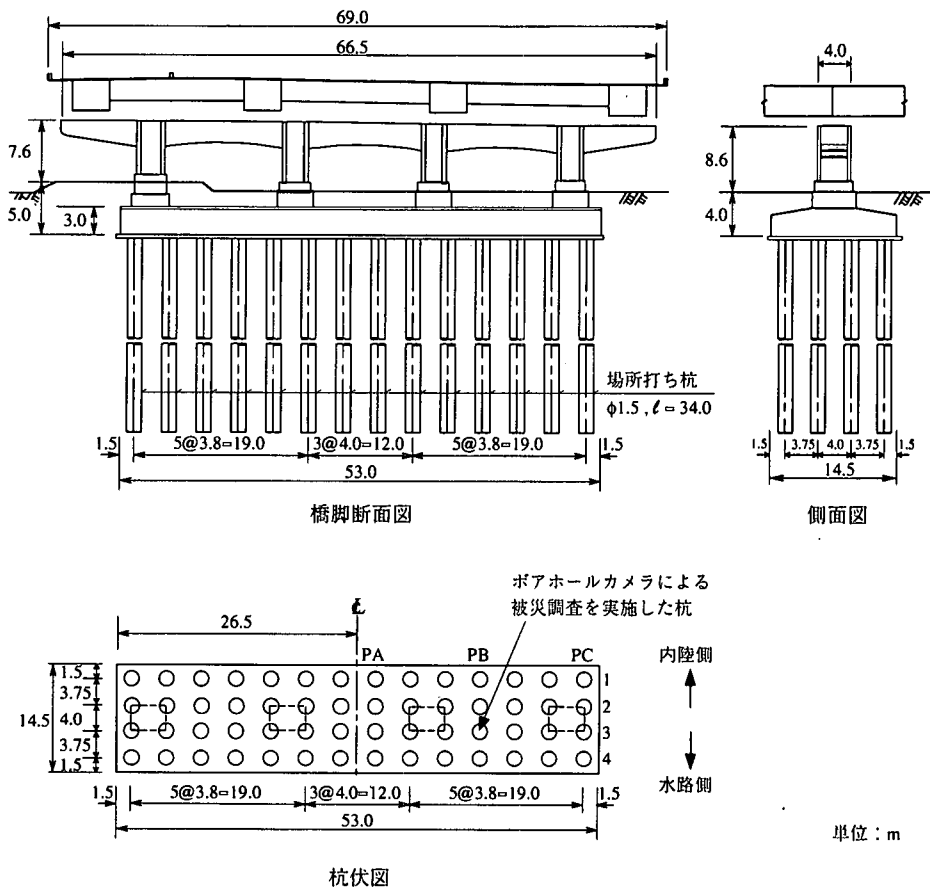


図-1 被災した橋脚および基礎杭の構造図

ある。本橋梁の竣工は平成5年度(1993年)で、1995年の兵庫県南部地震の2年前である。

上部工および橋脚は平成2年度の「道路橋示方書」によって、また基礎工は昭和55年度の「道路橋示方書」によって設計されたものである。設計水平震度

は、上部工および橋脚は0.3、基礎工は0.24である。表-1は、橋梁の設計ならびに構造条件について示したものである。

本橋脚は鋼製のラーメン橋脚であり(図-1)、3径間連続橋の端部に位置している。基礎杭は場所打ち

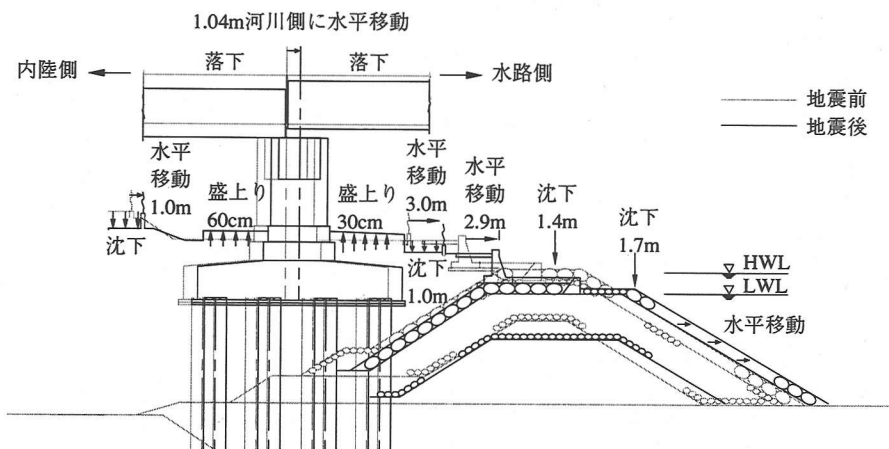


図-2 橋脚の残留変形⁶⁾ (橋脚の下流側から見た図)

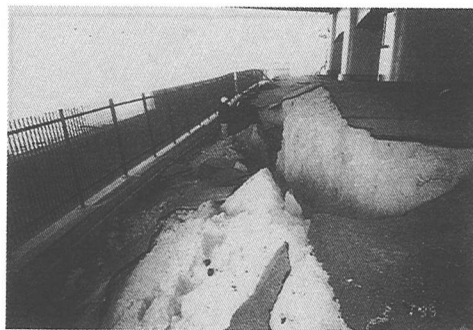


写真-1 橋脚の前面地盤の崩壊⁶⁾ (橋脚の上流側より撮影)

コンクリート杭で、杭径1.5m、杭長34m、杭本数は56本(4列×14列)である。

地盤は地表から順に、砂礫を主体とした埋土層(地表から14m)、沖積の粘性土(層厚6m)と砂質土(層厚8m)となっており、基礎はその下の洪積砂質土層を支持層としている(地層構成ならびに土質データは、図-3、図-5、表-2を参照)。

(2) 橋脚および周辺地盤の被害^{4),5)}

図-2は橋脚および護岸の地震前後の測量結果から算出した残留変形を示したものである。橋脚は水路側に1m移動し、護岸は約3mの水平移動と1m以上の沈下が発生している。

周辺の地盤では液状化に伴う噴砂跡が見られ、橋脚の前面地盤は写真-1に示すように大きく崩壊していた。

橋脚には被害は認められなかったが、支承部に被

害が発生していた。支承部の被害は、本橋脚を含む端支点の橋脚に集中しており、両端支点(ピボットローラー支承)とも上下峯が分離して逸脱していた。ゲルバーヒンジ部は破壊しなかったものの、桁間連結装置が変形していた。

(3) 基礎杭の被害^{6)~8)}

基礎杭に対しては、(a)杭頭部の直接目視調査、(b)弾性波による非破壊調査、(c)ボアホールカメラを用いた間接目視調査の3種類の方法による被災調査が行われた。それぞれの調査結果の概要を以下に示す。

a) 杭頭部の直接目視調査結果

フーチングの下面まで地盤を掘削し、損傷度を目視によって直接観察する調査法である。調査報告によると、橋脚が水路側に1m移動したにも拘らず、コンクリートの剥離や鉄筋の露出といった顕著な被害は認められていない。

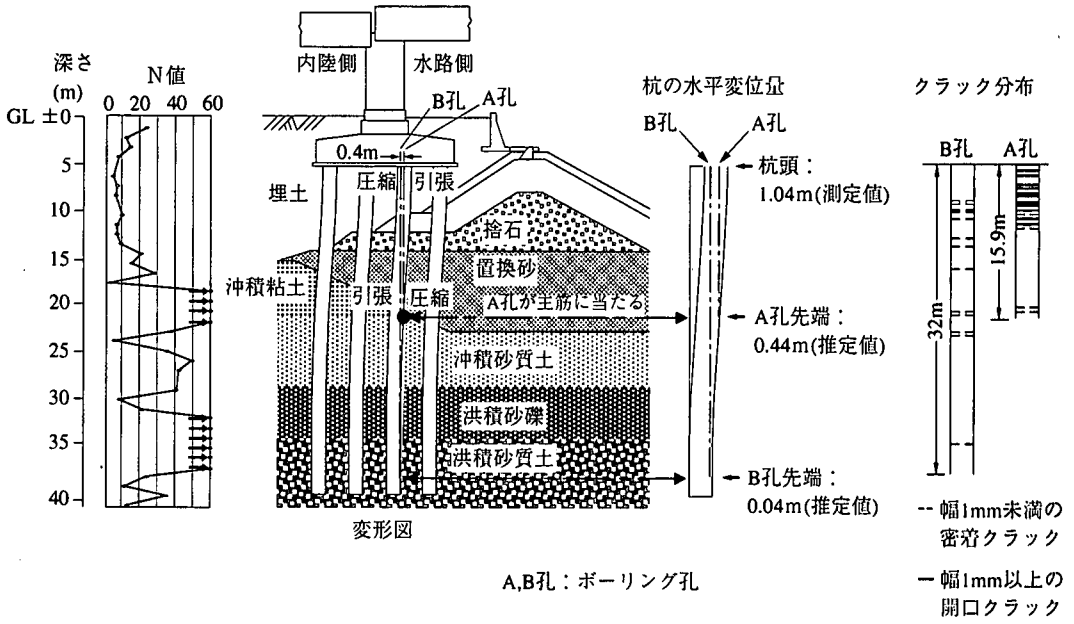


図-3 ボアホールカメラ調査による基礎杭の被災状況図⁶⁾(橋脚の下流側から見た図)

b) 弾性波による非破壊調査結果

フーチング天端に加速度計を設置し、その近傍をプラスチックハンマーで打撃する。弾性波が杭体を伝播し、杭の断面変化あるいは断面が欠損している箇所が発生する反射波を検出することによって、杭の損傷度を調査する方法であり、SIT調査(Sonic Integrity Test)と称されている。56本中38本に対して調査した結果、多い杭では15本程度のクラックが報告されている。

c) ボアホールカメラによる間接目視調査結果

杭体にボーリング孔を掘り、テレビカメラを挿入して孔壁を観察する方法である。図-3に調査結果の概要を示す。杭の中心から掘進したボーリング孔はGL-21mで杭の主筋にぶつかり、掘進を中止した。そのため削孔位置を内陸側に0.4m移動し再度掘進した。2本のボーリング孔でクラックの分布はかなり異なっており、最初のボーリング孔(A孔)では杭の上部(GL-12mまでの位置)で多くのクラックが見られ、2本目のボーリング孔(B孔)ではGL-10m付近、GL-13~16m、GL-20~23m、GL-35mにクラックが認められる。A孔とB孔でクラックの発生パターンが異なるということは、明らかに杭が一方に大きく変形したことを示している。

図-3に示した杭の変形図は、クラックの分布(密着クラック：圧縮状態、開口クラック：引張状態)から判断して描いたものである。被害調査によれば橋脚の基礎の水平移動量は1mである。ボーリング孔が

鉛直であると仮定して、A孔およびB孔の先端の水平変位量を算定すると、それぞれ0.44mと0.04mとなる。

3. 数値解析による被災シミュレーション

(1) 解析方法

液状化解析は、大槻、福武らの提案する方法で行った⁹⁾。使用した土の動力学モデルは修正 Ramberg-Osgood モデル¹⁰⁾である。またひずみ-ダイレイタンシー関係としておわんモデル¹¹⁾を用いた。

地盤の液状化に伴う側方流動は、過剰間隙水圧の上昇によって剛性を失った地盤が側方の低い位置に流れ出す現象である。これは、地震の主要動時から発生し、地震の揺れが終わった後も数分から数十分間かけて継続して発生すると考えられる。この現象に対する数値シミュレーション、つまり側方流動解析は、液状化解析で得られた各地層の過剰間隙水圧比の最大値に応じて地盤のせん断剛性を低減させ、自重を外力とした静的解析によって模擬できるものと¹²⁾。

(2) 解析モデルと入力地震波

被災した橋梁、および杭と地盤系の3次元有限要素法解析モデルを図-4に示す。解析モデルは対称性を利用して1/2モデルとした。節点総数は10539、要素総数は9557である。解析幅は橋軸(X軸)方向に

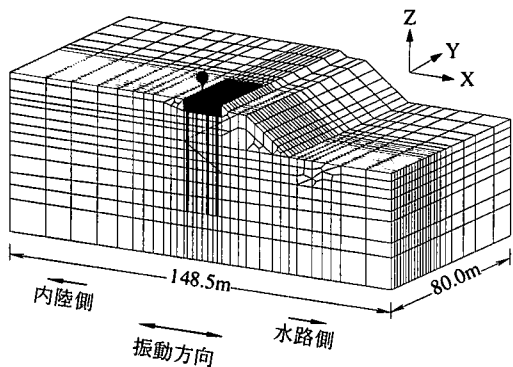


図-4 3次元有限要素法解析モデル(手前の側面を対称面とする1/2モデル)

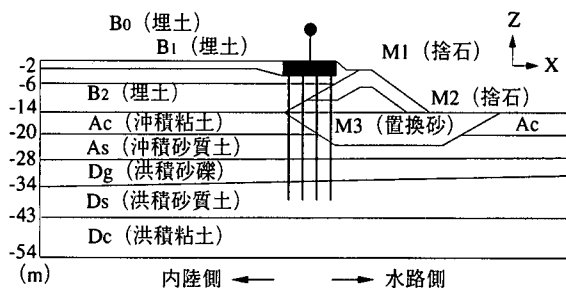


図-5 解析モデルの地層構成

表-2 地盤の解析定数

記号	地層	せん断波速度 (m/s)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	修正Ramberg-Osgoodモデルの解析パラメータ			おわんモデルの解析パラメータ						
					G_{0i} (MN/m ²)	h_{max}	$\gamma_{0.5i}$	A	B	C	D	$Cs/(1+e_0)$	X_L	
B0	埋土 (地下水位以浅)	180	0.25	17.7	54.0	0.30	1.03×10^{-4}	-	-	-	-	-	-	-
B1	埋土	150	0.25	17.7	22.0	0.30	1.03×10^{-4}	-2.0	1.6	8	40	0.006	0.20	
B2	埋土	130	0.25	17.7	12.0	0.30	1.03×10^{-4}	-1.0	1.5	8	40	0.006	0.13	
Ac	沖積粘土	130	0.30	13.7	7.8	0.25	3.88×10^{-4}	-	-	-	-	-	-	
As	沖積砂質土	220	0.25	17.7	25.0	0.30	2.13×10^{-4}	-1.0	1.6	4	40	0.006	0.14	
Dg	洪積砂礫	250	0.25	18.6	30.0	0.25	2.00×10^{-4}	-	-	-	-	-	-	
Ds	洪積砂質土	280	0.25	18.6	33.0	0.25	9.60×10^{-5}	-	-	-	-	-	-	
Dc	洪積粘土	220	0.30	15.6	16.0	0.25	4.47×10^{-4}	-	-	-	-	-	-	
M1	捨石	190	0.25	19.6	48.0	0.30	1.23×10^{-4}	-	-	-	-	-	-	
M2	捨石	190	0.25	17.7	26.0	0.30	1.23×10^{-4}	-	-	-	-	-	-	
M3	置換砂	190	0.25	17.7	20.0	0.30	1.03×10^{-4}	-1.5	1.6	3	20	0.006	0.15	

(注) G_{0i} および $\gamma_{0.5i}$ は、それぞれ有効拘束圧9.8 kN/m²における初期せん断弾性係数 G_0 と基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ である。

h_{max} は最大減衰定数である。おわんモデルの解析パラメータについては、文献11に譲る。

148.5m(橋脚の中心から、内陸側に75m、水路側に73.5m)、橋軸直角(Y軸)方向に160mである(解析はその半分の80mで実施)。これは橋軸方向(振動方向)にフーチング幅の約10倍、橋軸直角方向に約3倍の長さである。液状化解析における地盤モデルの側方の境界条件は、水平方向(X、Y方向)は自由、上下方向(Z方向)は固定とし、底面の境界条件は完全固定とした。側方流動解析における側方境界条件は、水平方向固定、上下方向は自由、底面は完全固定である。

解析モデルの地層構成を図-5に示す。これは道路橋の各橋脚の建設ポイントで実施されたボーリング調査に基づいて設定したものである。

土の剛性低下と減衰曲線、および砂地盤の液状化強度は、ブロックサンプリング試料、凍結サンプリング

試料などによる室内試験結果から設定した。埋土層(B1、B2)、沖積砂質土層(As)、置換砂層(M3)を液状化の可能性のある地層としてモデル化した。表-2に地盤の解析定数を示す。なお、As層に関して、剛性低下と減衰曲線、および液状化強度の室内試験結果と、解析に用いた理論曲線を対比したものを図-6に示した。

橋脚の水平変位量は1mと大きいため、被災シミュレーションには、大変形が表現できる杭の曲げモーメントMと曲率 ϕ の関係の設定が必要である。杭の復元力モデルとしては、武田モデルを用いた^{13)、14)}。その解析定数は、平面保持を仮定した断面解析を行うことにより設定したもので、その設定方法の詳細を図-7に示した。表-3はこれにより得られた解析定

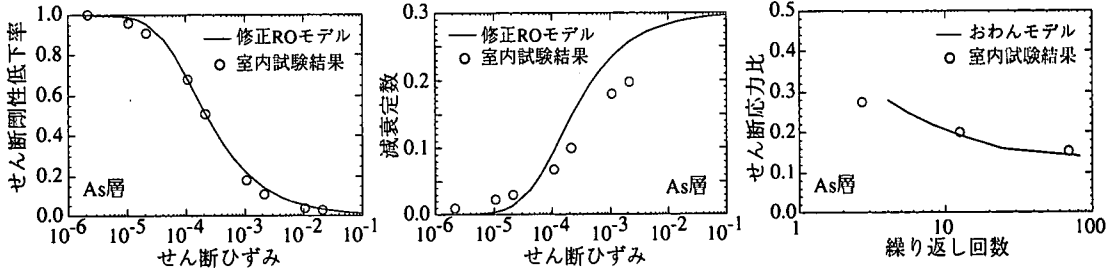
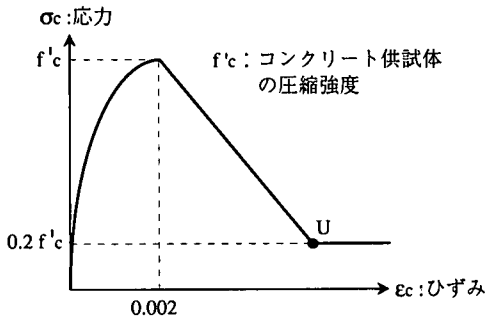
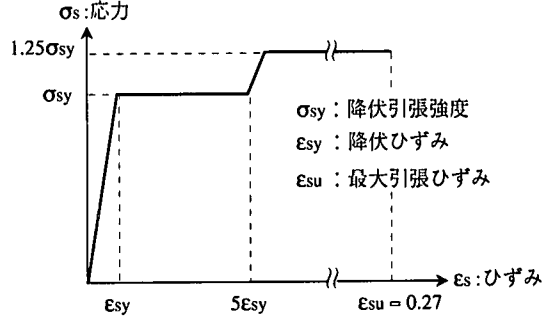


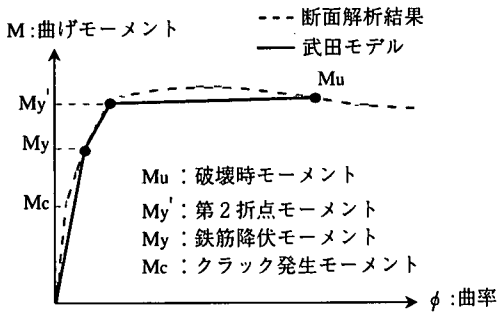
図-6 As層の有効拘束圧9.8 kN/m²における剛性低下と減衰曲線および液状化強度曲線



(a) フープ筋で拘束されたコンクリートの応力 σ_c とひずみ ϵ_c の関係(修正Kent-Parkモデル¹⁵⁾)



(b) 鉄筋の応力 σ_s とひずみ ϵ_s の関係(Park-Paulayモデル¹⁵⁾)



(c) (a)と(b)の関係を用いた断面解析により得られた杭の曲げモーメントMと曲率 ϕ の関係、ならびに武田モデルによる近似

[解説]

- (1) コンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係として、それぞれ修正Kent-Parkモデル(図(a))とPark-Paulayモデル(図(b))を用いた断面解析を行い、鉄筋コンクリートのM- ϕ 関係を求め、それを武田モデルで近似する。
- (2) 図(c)に示すように、断面解析により得られた鉄筋降伏モーメント M_y と原点を結ぶ直線の傾きを武田モデルの第1勾配とする。
- (3) 破壊時モーメント M_u は、フープ筋の内側のコンクリートの応力が圧縮強度の20%まで低下した時点(図(a)の点Uに達した時点)の曲げモーメントとして定義する。
- (4) 第2折点モーメント $M_{y'}$ は、第3勾配が負にならないように、断面解析で得られた線上で、 M_u よりわずかに小さな値とする。

図-7 基礎杭の解析定数の設定方法

表-3 基礎杭の解析定数

深さ	杭径	単位体積重量	初期曲げ剛性	第1折点(降伏)モーメント	第2折点モーメント	第2剛性初期剛性	第3剛性初期剛性	破壊時塑性率	破壊時モーメント
	D(m)	γ (kN/m ³)	EI_0 (kN·m ²)	M_y (MN·m)	$M_{y'}$ (MN·m)	EI_1/EI_0	EI_2/EI_0	ϕ_u/ϕ_y	M_u (MN·m)
GL-4.0m	1.5	23.5	2.10×10^6	4.26	5.59	0.17	0.00089	31.8	5.70
-8.5m	1.5	23.5	2.10×10^6	4.26	5.43	0.23	0.00067	15.5	5.46
-17.0m	1.5	23.5	1.47×10^6	2.87	3.45	0.21	0.00070	12.6	3.47
-20.0m	1.5	23.5	1.22×10^6	2.33	2.73	0.18	0.00004	14.0	2.74

表-4 橋脚の解析定数

		曲げ剛性 EI(kN・m ²)	質量 (t)		
上部工		—	1928		
橋脚	梁部	∞	312	3.0m	
	柱部	8.9×10 ⁸	102	4.5m	
	柱基部	2.5×10 ⁹	86.4	1.1m	

(注) 本橋脚上にあったピボットローラー支承の上下沓が逸脱するという被害が生じていたため、上部工の質量は本橋脚の両側の桁のそれぞれ半分の質量に、ピボットローラー支承の摩擦係数0.4を乗じて算出した。

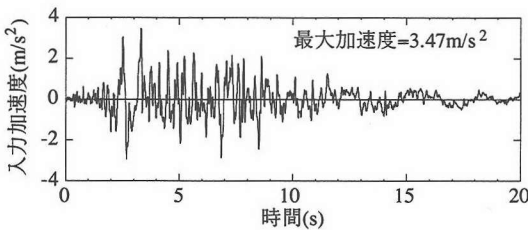


図-8 入力地震動(ポートアイランド鉛直アレー観測点(GL-83m)の加速度記録を橋軸方向に座標変換したものの)

数である。ボアホールカメラによる被災調査などから、杭は大きく変形していることが判明しており、被災解析ではコンクリートの応力が圧縮強度の20%に低下した時点を経る杭の破壊と見なし、大変形状態がシミュレートできるように配慮した。これは、フープ筋で拘束されたコンクリートに非常に大きなひずみが生じた場合でも、圧縮強度の20%の応力は保持できるという知見¹⁹⁾に基づくものである。表-3において、破壊時塑性率がかなり大きな値になっているのは、そのためである。

また、橋脚高さなどから見て本橋脚ではロックンギ動は顕著ではないと考えられ、地震時の軸力変動に伴う杭のM-φ関係の変化は解析上考慮していない。

橋脚は梁部、柱部、および柱基部の3つの部分に分割して、はり要素でモデル化し、上部工は集中質量とした。橋脚には被害が発生していないことから、線形の要素とした。表-4に上部工および橋脚の解析定数を示す。

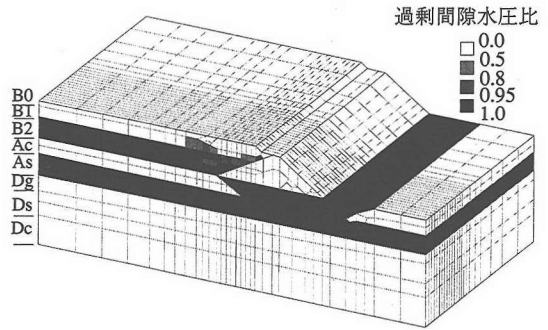


図-9 過剰間隙水圧比の最大値分布

入力地震動として、ポートアイランドの鉛直アレー観測点の最深部(GL-83m)における加速度記録を橋軸方向に座標変換した波形を用いた。図-8に入力地震動を示す。最大加速度は347Galである。

(3) 固有周期

橋脚の建設地盤をせん断型の1次元地盤としてモデル化し、固有値解析を行った。その1次固有周期は0.93sである。また、基礎固定(地表を固定点)とした場合の橋脚の1次固有周期は、0.14sである。

(4) 液状化解析

解析から得られた過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧/初期平均有効拘束圧)の最大値の分布を図-9に示す。これは同時刻における値ではなく、各地盤要素の最大値の分布である。B2層、As層、M3層全域とB1層の一部で、過剰間隙水圧比が0.95を超えており、液状化したものと判断される。

図-10に橋脚基部の加速度と変位、およびフーチング直下のB2層(GL-8.5~10.5m)、As層(GL-20~24m)の過剰間隙水圧比の波形を示す。橋脚基部の加速度応答は、入力動が大きくなる3~4秒でピークを示している。地震発生からおよそ4秒後にAs層が、またB2層は10秒付近から液状化している。これに伴い、橋脚基部の変位応答は、4秒以降から著しく大きくなっている。

図-11は3本の杭(PA3, PB3, PC3)の杭頭曲げモーメントの波形である。なお、PA3~PC3の杭の位置は図-1に示した。杭(PB3)はボアホールカメラによる被災調査が行われた杭に対応している。図中のMyは鉄筋降伏モーメント、Muは破壊時モーメントである。3本の杭とも、曲げモーメントの波形に大きな差異は認められない。杭頭曲げモーメントは3~4秒、7~9秒、15秒でMyに達している。

図-12に、杭(PA3, PB3, PC3)の水平変位と曲げモー

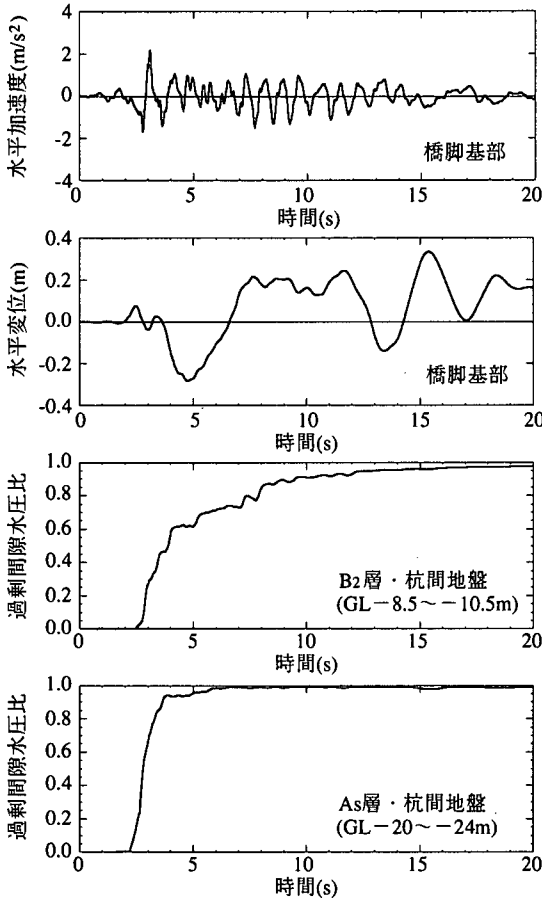


図-10 橋脚基部における加速度と変位およびフーチング直下における過剰間隙水圧比の波形

メントの最大値の深度分布を示す。図示した3本の杭はともに、ほぼ同じ変形性状ならびに曲げモーメント分布を示している。杭は液状化したAs層中で大きく変形している。杭の曲げモーメントがこの地層の境界(GL-20m, GL-27.5m)でMuに近い値になっているのは、地盤の剛性がここで大きく変化しているためである。また、杭頭およびGL-17~-20mにおける曲げモーメントはMyに達している。ポアホールカメラによる調査結果とここでの解析結果を対比すると、杭頭、GL-17mおよびGL-20mは、クラックの発生箇所と対応している。

(5) 杭の地震応答の支配要因に対する検討

杭基礎に作用する外力は、上部構造物の慣性力と地盤変形であるが、杭の地震応答がどのような割合で両者に支配されているかを明らかにすることが耐震工学上きわめて重要である。ここでは杭の曲げモーメントが2つの外力に対してどのように支配さ

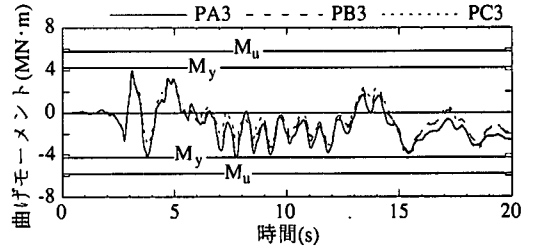


図-11 3本の杭(PA3, PB3, PC3)の杭頭曲げモーメントの波形

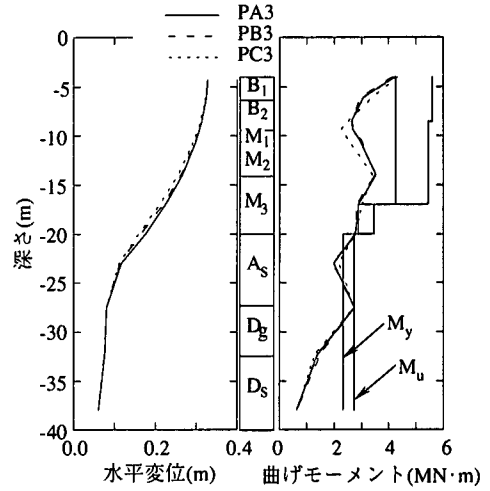


図-12 液状化解析による杭(PA3, PB3, PC3)の水平変位と曲げモーメントの最大値の深度分布

れているかについて検討を試みた。

上部構造物の慣性力が作用しない、つまり地盤変形にのみ支配された応答を求めるために、図-4において、橋脚ならびに上部工がなく、フーチングも無質量とした解析モデルに対して、上記と同様の方法で液状化解析を行った。非線形解析であるため厳密ではないが、先の解析結果との差異が、概ね上部構造物の慣性力によって発生した応答となる。

図-13は上部構造物の慣性力の有無による杭頭曲げモーメント(PB3)の波形の違いを見たものである。両波形の差異が上部構造物の慣性力による応答を表しているが、その差が非常に小さいことから、杭頭曲げモーメントは地盤変形に大きく支配されていることが分かる。

図-14に、杭(PB3)の曲げモーメントの最大値の深度分布を示す。杭頭からGL-17m付近までの間で、わずかな差異が見られるという結果になっており、これからも地盤変形が杭の曲げモーメントに及ぼす影響が大きく、特にGL-17m以深はほぼ完全に地盤変形によって杭の曲げモーメントが発生しているこ

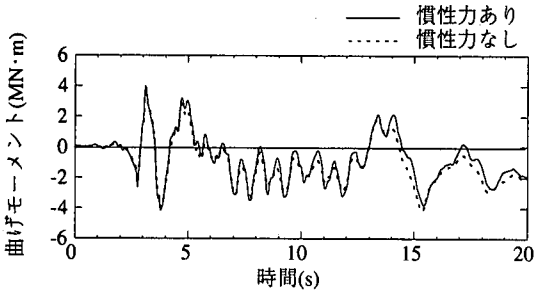


図-13 上部構造物の慣性力の有無が杭頭曲げモーメント (PB3)に及ぼす影響

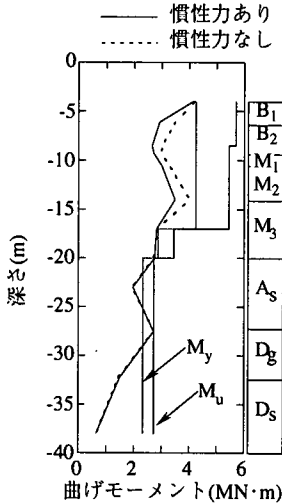


図-14 上部構造物の慣性力の有無が杭(PB3)の曲げモーメントの最大値の深度分布に及ぼす影響

とが分かる。

一方、GL-17m以浅では、慣性力がある場合の最大の曲げモーメントが、慣性力がない場合に比べて小さくなっている。これは図-13の二つの波形を詳細に見ると分かるように、時刻13秒付近までは慣性力がある場合の最大曲げモーメントの方が大きかったものが、14秒以降慣性力がない場合の曲げモーメントはマイナス側にシフトし、結果的に慣性力がある場合の曲げモーメントより大きな値になっている。15秒を過ぎたところで最大となり、そのため図-14の最大値分布図において、慣性力がない場合の曲げモーメントが慣性力がある場合の最大曲げモーメントよりも大きく描かれている。

14秒を過ぎて慣性力がない場合の曲げモーメントが大きくなったのは、両解析ケースで地盤の非線形化の程度に違いが発生し、慣性力がない場合の地盤変位が13秒あたりから大きくなり、15秒付近で最大の地盤変位となり、それに伴って杭に大きな曲げ

表-5 側方流動解析に用いた地盤のせん断剛性の低下率とポアソン比

深さ (m)	地層	過剰間隙水圧比		
		0.5以下	0.5~0.9	0.9以上
0				
-2	B ₀	1/500 0.4994		
-6	B ₁	1/10 0.4706	1/100 0.4970	1/1000 0.4997
-14	B ₂	1/10 0.4706	1/100 0.4970	1/1000 0.4997
-20	Ac	1/10 0.4773		
-28	As	1/1 0.25	1/10 0.4706	1/100 0.4970
-34	Dg	1/10 0.4706		
-43	Ds	1/10		
-54	Dc	1/10 0.4773		
	M ₁	1/1000 0.4997		
	M ₂	1/1000 0.4997		
	M ₃	1/1000 0.4997		

上段：せん断剛性の低下率
下段：ポアソン比

モーメントが発生したためである。

(6) 側方流動解析

表-5に側方流動解析に用いた地盤のせん断剛性の低下率とポアソン比を示す。液状化による地盤のせん断剛性の低下率は、解析対象の橋脚近傍で計測された側方流動に伴う地盤内残留変位に対するシミュレーション結果¹²⁾に基づいて設定した。またポアソン比は、規矩、吉田が提案する地盤の体積弾性係数が地震の前後で不変であるという仮定¹⁶⁾から算出した。

ところで、地盤の自重を静的な外力とした側方流動解析においては、振動外力によって杭体が損傷した場合、その影響を考慮する必要がある。そこで、本解析では図-15に示すように、杭の曲げモーメントMと曲率φの関係式において、液状化解析で得られた最大応答点と原点を結ぶ直線を、側方流動解析における杭の初期剛性と定めた。さらに、応答値がこの最大応答点を越えた後は、杭の断面解析で得られた曲げモーメントと曲率の関係式を辿るものとした。

図-16に側方流動解析により得られた解析モデルの変形図(対称面での変形)を示す。変形は実際の寸法を2.5倍に拡大して描いている。液状化したM₃層とその上部のM₁、M₂層が大きく水路側に変形し、M₁層頂部は大きく沈下している。また橋脚基礎が水路側に移動しており、変形のモードは実現象に対応し

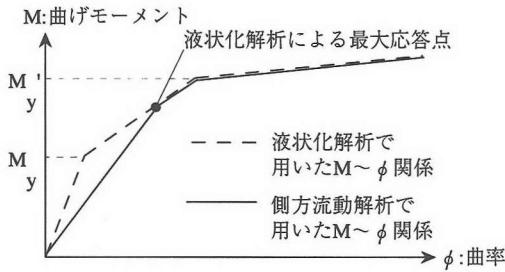


図-15 杭体の損傷箇所モデル化

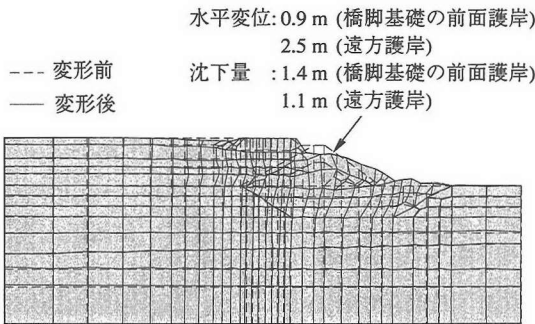


図-16 モデル対称面における側方流動変形(変形倍率: 2.5倍)

たものとなっている。

杭の水平変位と曲げモーメントの深度分布を図-17に示す。図中の●印は、ボアホールカメラ調査により得られた杭の水平変位の計測値および推定値である。解析値とこれらと比較すると杭頭の変位に幾分差異はあるものの、地中の変位はかなり適切に表現できている。

曲げモーメントはPA3杭とPB3杭ではGL-8m以浅、PC3杭ではGL-10m以浅で M_y を超え、杭頭では、液状化解析から得られた値よりも大きな曲げモーメントが発生している。このことから地震の振動時に発生した杭頭の損傷は、地盤の液状化に伴う側方流動によってさらに進展させられたものと考えられる。

ボアホールカメラ調査によればGL-12m以浅で、多数のクラックが確認されている。液状化解析では、図-12で示したように、杭頭を除きGL-12m以浅の曲げモーメントは M_y よりかなり小さかったものが、側方流動解析によって M_y を超える結果が得られた。このことから、GL-12m以浅のクラックは側方流動によって生じた損傷と考えられる。

また、振動時に損傷したと見られるGL-17mおよびGL-20mの曲げモーメントは、側方流動解析では M_y よりも小さくなっており、この部分の損傷は側方

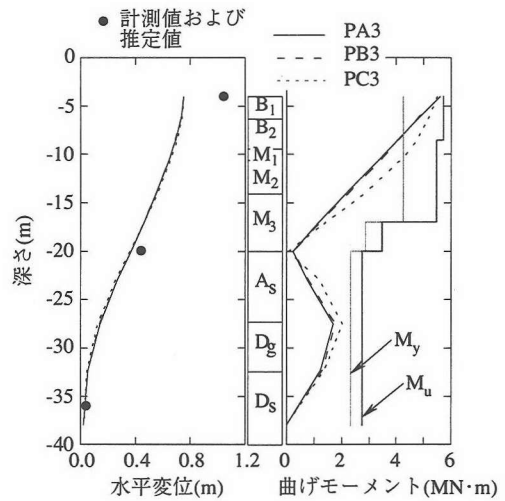


図-17 側方流動解析による杭(PA3, PB3, PC3)の水平変位と曲げモーメントの深度分布

流動によって生じたものではないと推察される。

(7) 杭の被災のメカニズム

液状化解析および側方流動解析の結果を総合すると、本論文で対象とした橋脚の基礎杭の被災は、以下のようなメカニズムによって発生したと考えられる。

- (i) 地震の振動時に、液状化を伴った地盤変形に支配されて杭は曲げ降伏した。
- (ii) 振動外力で損傷した杭は、側方流動に伴う地盤変形によって大きく変形した。

4. 被災軽減のための対策法の検討

(1) 対策法の概要

地盤の液状化ならびに側方流動によって発生する杭基礎の被災を軽減するための対策法として、様々な方法が考えられるが、ここではサンドコンパクションパイル(SCP)あるいは鋼管矢板を用いる工法について検討した。

図-18に、本研究で採用した4つの対策法(I~IV)を示した。

対策法I: SCPにより、フーチングの周囲を改良幅5mとしてB2層の下端(GL-14m)までを地盤改良する。

対策法II: SCPにより、液状化層であるAs層の下端(GL-27.5m)まで、護岸背後の地盤を改良する(改良幅10m)。奥行き方向の改良範囲は、フーチング幅の2倍とした。なお、参考のた

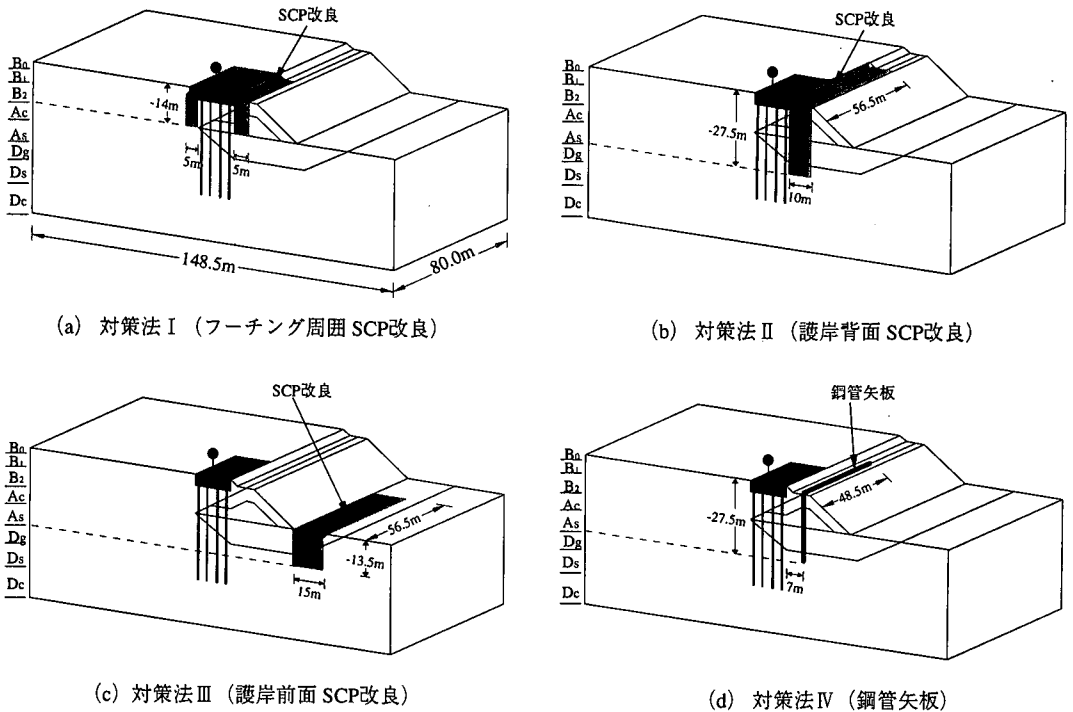


図-18 被災軽減のための4つの対策法

表-6 各対策法の最大応答値による比較

対策法	上部工		橋脚基部	
	加速度(m/s ²)	変位(m)	加速度(m/s ²)	変位(m)
I	2.50 (0.92)	0.32 (0.97)	2.21 (1.02)	0.32 (0.97)
II	3.44 (1.27)	0.21 (0.64)	3.40 (1.56)	0.21 (0.64)
III	3.16 (1.17)	0.26 (0.77)	2.57 (1.18)	0.26 (0.77)
IV	3.56 (1.31)	0.19 (0.56)	3.28 (1.51)	0.19 (0.57)
無対策	2.71 (1.00)	0.33 (1.00)	2.18 (1.00)	0.33 (1.00)

()内は無対策に対する比率

めに対策法の概算費用について試算すると、対策法Ⅱは対策法Ⅰの3.5倍の工費が必要である。

対策法Ⅲ：SCPにより、護岸前面の地盤をAs層の下端(GL-13.5m)までを改良する(改良幅15m)。奥行き方向の改良範囲は、フーチング幅の2倍である。この対策法の概算費用は、対策法Ⅰの3倍(水中工事に伴う費用の割り増しは考慮していない)となる。

対策法Ⅳ：鋼管矢板(直径1200mm、厚さ16mm)を橋脚基礎と護岸の間に設置する。奥行き方向の長さはフーチング幅の2倍、深さはAs層の下端(GL-27.5m)までとする。概算費用は対策法Ⅰの2倍である。

なお、対策法Ⅰは基礎周囲の埋土層の液状化を防止しようとしたもの、対策法ⅡおよびⅣは護岸の崩壊が橋脚に及ぼす影響を軽減しようとしたもの、対

策法Ⅲは護岸の崩壊を抑制しようとしたものである。

また、SCPにより改良された地盤のN値は18とした。これはN値が地盤改良(置換率10%として)により原地盤よりも10程度増加するものとした場合の各地層のN値の平均値である。SCP改良した地盤のせん断剛性は、今井らの式¹⁷⁾(せん断弾性波速度Vs: $V_s=97N^{0.314}$ (m/s))より定めた。また、SCP改良した地盤の液状化強度は既往の地盤調査資料に基づき、N値が18の密な砂の液状化強度を与えた。解析では、SCP改良した地盤はいずれの場合も液状化はしない結果となった。

(2) 液状化解析

無対策の場合と、対策法Ⅰ～Ⅳを施した場合の上部工および橋脚基部の加速度と変位の最大応答値を比較したものが表-6である。対策法Ⅰ～Ⅳのいずれを採用した場合でも、変位は無対策の場合より抑制

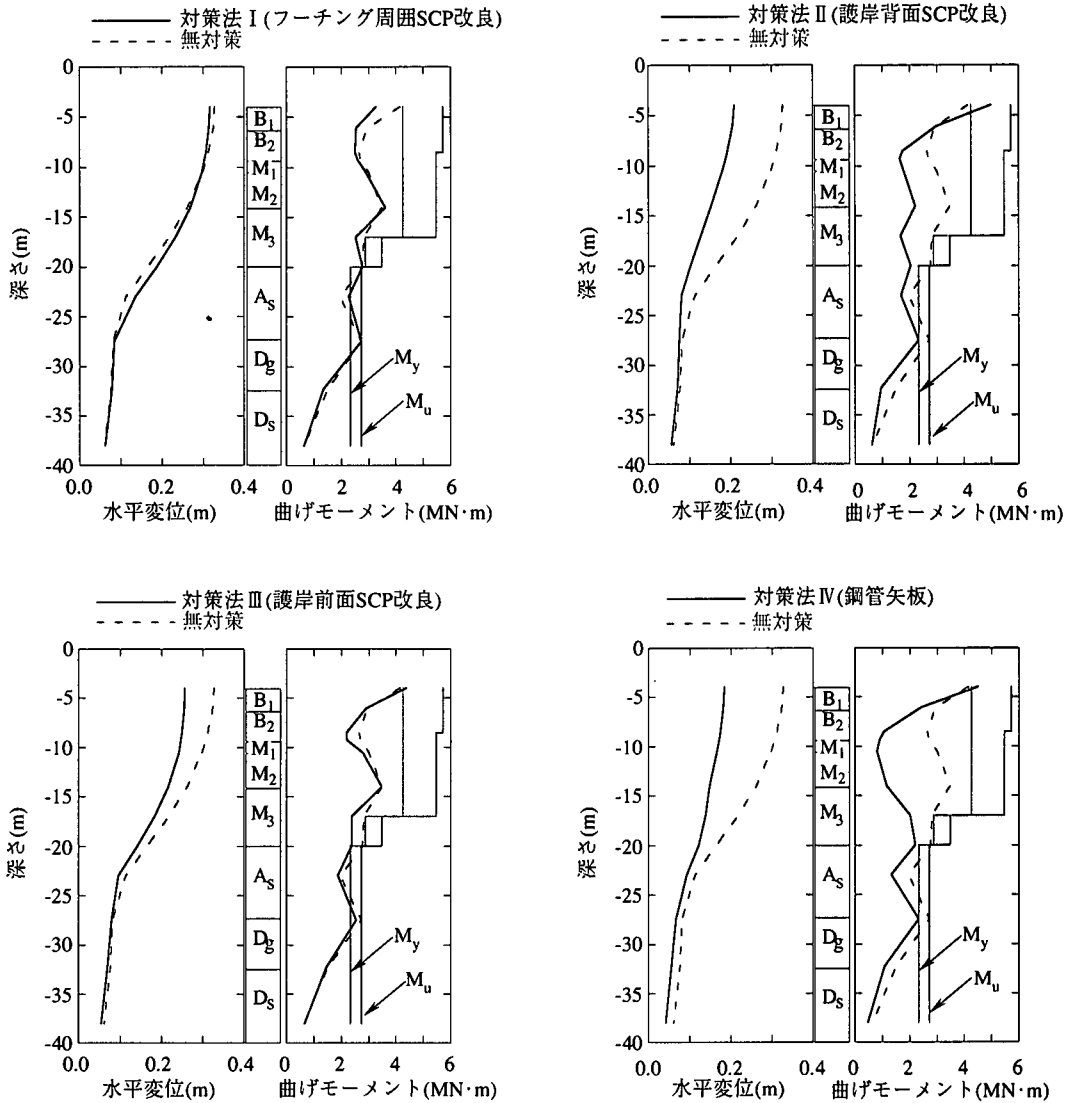


図-19 各対策法の液状化解析による杭(PB3)の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布

されるが、対策法Ⅰではその効果は大きくない。加速度は対策法Ⅰでは数%減少しているが、その他の対策法では無対策の場合よりも大きな値となっている。対策法Ⅳの上部工および橋脚基部の変位は、無対策の場合に比べて40%低減されている。対策法が深い地層まで施された場合は、地盤を補剛する効果が発揮され、それによって地盤および橋脚の変位が抑えられると考えられる。一方、加速度応答が増幅したのは、補剛効果により地盤の非線形化が抑制され、履歴減衰が小さくなったためと推察される。

図-19に各対策法における杭(PB3)の水平変位と曲げモーメントの最大値の深度分布を示す。これより、対策法の効果を検討した。

対策法Ⅰでは、杭の水平変位ならびに曲げモーメントにほとんど差は見られない。対策法Ⅱ～Ⅳでは、杭の水平変位は無対策の場合よりかなり小さくなっている。曲げモーメントは対策法Ⅲでは無対策の場合と大差はないが、対策法ⅡとⅣでは杭頭を除けばかなり低減されており、さらに地中部で杭体の降伏を免れている。

(3) 側方流動解析

図-20は側方流動解析によって得られた各対策法の杭(PB3)の水平変位と曲げモーメントの深度分布について示したものである。

対策法ⅠおよびⅢを採用した場合、水平変位と曲

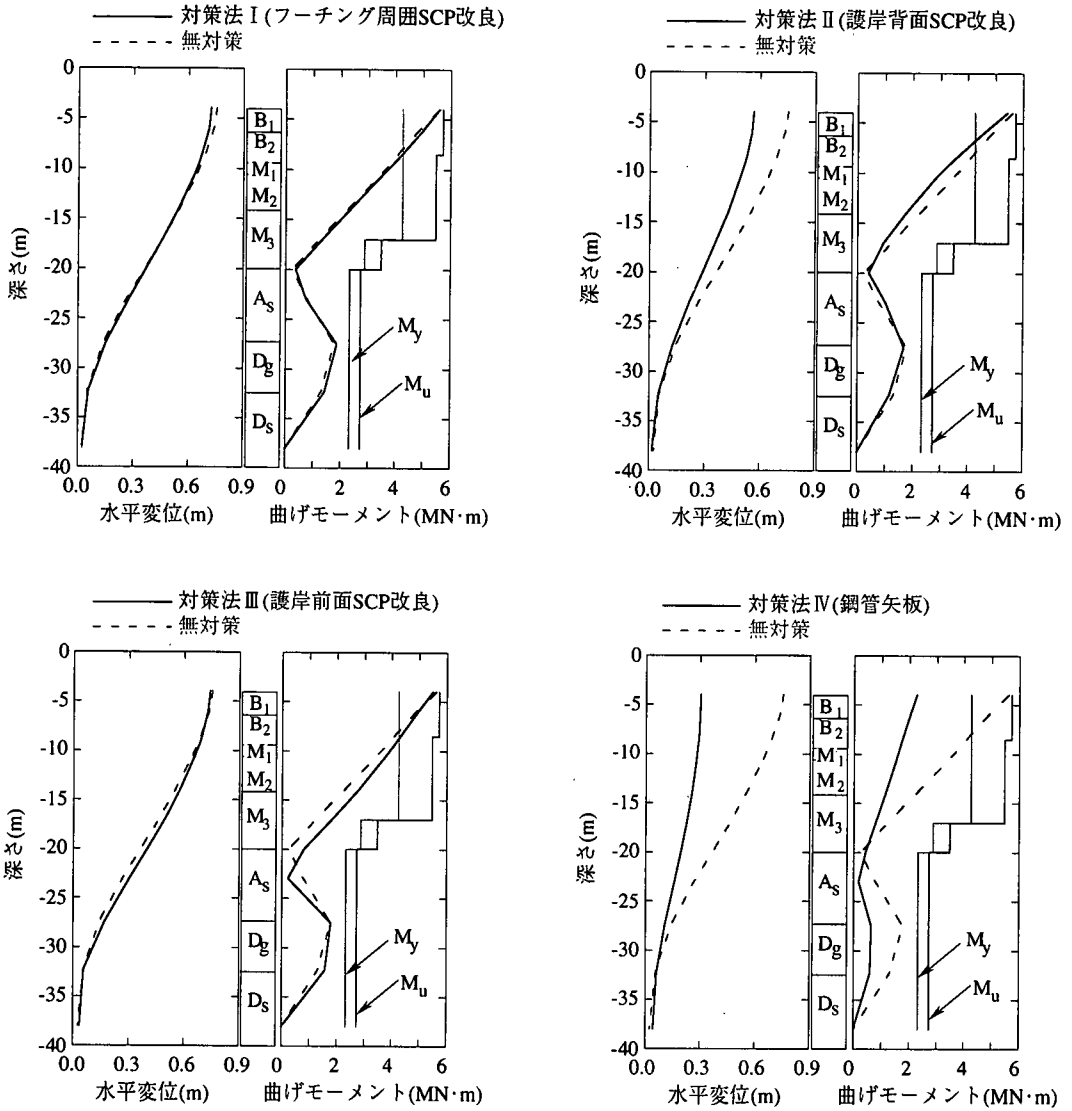


図-20 各対策法の側方流動解析による杭(PB3)の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布

げモーメントは無対策の場合とほぼ同じであり、被災軽減の効果は認められない。対策法Ⅱでは水平変位は低減できるものの、曲げモーメントは無対策の場合と同程度で、杭頭曲げモーメントはやはり M_y を超えている。対策法Ⅳでは、杭の水平変位は無対策の場合の半分以下と大幅に低減できている。また、曲げモーメントも全深度にわたり無対策の場合よりも小さく、 M_y を超える箇所はない。

(4) 各対策法の被災軽減効果のまとめ

液状化に対する対策法としては、対策法ⅡとⅣは杭の水平変形の抑制ならびに曲げモーメントの軽減と同程度の効果を有している。側方流動に関しては、

対策法Ⅳが著しい効果を発揮している。各対策法の概算費用の比較から考えると、対策法Ⅳは対策法Ⅰに次いで経済的な対策法であり、これらを総括すると橋脚基礎と護岸の間に鋼管矢板を設置する対策法Ⅳが最も有効であると考えられる。

5. 杭の段落し配筋を行わなかった場合の耐震性の向上度に関する検討

(1) 検討の目的

現行の道路橋示方書における杭基礎の耐震設計法の問題点として、地震時の地盤変形が考慮されてい

表-7 段落し配筋を行う場合と行わない場合の配筋

深さ	段落しあり		段落しなし	
	主筋 呼び名 本数	せん断補強筋 呼び名 間隔	主筋 呼び名 本数	せん断補強筋 呼び名 間隔
GL-4.0m	D32 30	D19 15cm		
-8.6m	D32 30	D19 30cm		
-17.0m	D32 30	D19 50cm	D32 30	D19 15cm
-18.3m	D32 15	D19 50cm		
-20.9m	D25 15	D19 50cm		

表-8 杭配筋の違いによる最大応答値の比較

配筋	上部工		橋脚基部	
	加速度(m/s ²)	変位(m)	加速度(m/s ²)	変位(m)
段落しなし	3.28	0.28	2.50	0.28
段落しあり	2.71	0.33	2.18	0.33

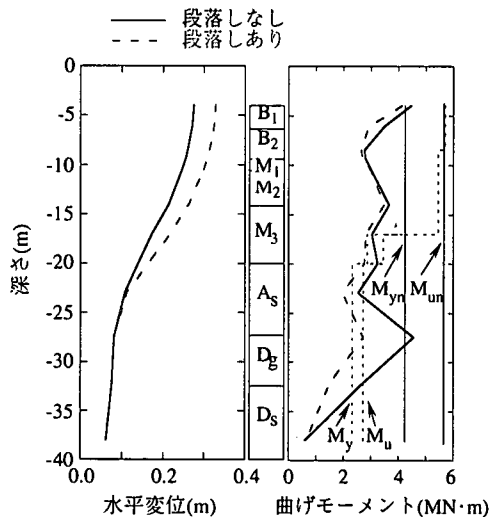


図-21 液状化解析による杭(PB3)の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布

ないことが指摘できる。そのため地中部で、地盤変形によって杭に大きな曲げモーメントが発生し、大地震の際には被災するといったことも懸念される。地盤変形が原因で杭が被災した事例が、兵庫県南部地震でも報告されている¹⁸⁾。

上部構造物の慣性力だけを考慮した現行の杭の耐震設計では、経済的効果を上げるために、段落し配筋が一般的に行われているが、地盤変形を考慮して杭の耐震設計を行うと段落し配筋ができなくなる可能性が高い。そこでここでは、本研究の対象とした橋脚の杭の段落し配筋が行われなかった場合、その耐震性はどの程度向上するかについて、解析的な検討を行ってみた。なお、段落し配筋を行わなかった場合と

は、表-7に示すように、配筋を杭の全長にわたって杭頭部と同じにした場合である。

(2) 液状化解析

表-8は、段落し配筋を行った場合と行わなかった場合の最大応答値を比較したものである。段落し配筋を行わなかったことによって上部工ならびに橋脚基部における最大変位は小さくなるが、最大加速度は逆に大きくなっている。これは段落し配筋を行わないことで、地中部で杭の主筋が降伏する箇所が少なくなり、杭基礎全体としての剛性低下が避けられたためと考えられる。

杭の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布を図-21に示す。図中のMynおよびMunは段落し配筋を行わなかった場合の鉄筋降伏モーメントおよび破壊時モーメントである。段落しを行わなかった場合の水平変位はGL-20m以浅で小さくなっているが、GL-20m以深では差はない。曲げモーメントに関して見ると、段落し配筋を行ったときに、GL-17~-20mで曲げモーメントがMyを超え、GL-27.5m近傍ではMuに漸近していたものが、段落し配筋を行わないことによって回避できている。しかし、杭頭と液状化層の下端であるGL-27.5mの2箇所、Mynを超える曲げモーメントが発生している。配筋量を増やすだけで、杭が地盤変形に抵抗する著しい効果を得ることは困難で、配筋量によって地盤変形による杭のたわみ角が大きく変わることはない。GL-20m以深の曲げモーメント分布から分かるように、曲げ剛性が大きい杭ほど大きな曲げモーメントが発生し、段落し配筋を行わなかった場合、地中で段落し配筋を行った場合以上の曲げモーメントが発生するとい

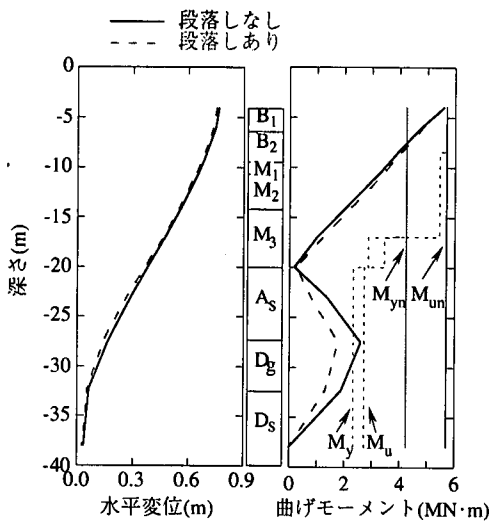


図-22 側方流動解析による杭(PB3)の曲げモーメントの深度分布

う結果になっている。

(3) 側方流動解析

図-22は側方流動解析によって得られた、段落し配筋を行った場合と行わなかった場合の杭の水平変位と曲げモーメントを比較したものである。段落し配筋を止め、配筋量を増やした場合でも、杭の水平変位を低減させる効果は小さいことが分かる。また、曲げモーメントについてはいずれの場合も、杭頭で鉄筋降伏モーメントを超え、破壊時モーメントに近い値となっている。一方、段落し配筋を行わない場合、杭頭以外で M_{yn} を超える曲げモーメントが発生する箇所はなく、側方流動によって杭の地中部の損傷は進展していない。

(4) 段落し配筋を行わないことによる効果

地盤変形を考慮し、段落し配筋を行わなかった場合、地中部での杭の損傷は軽減される傾向にあるが、杭頭および液状化層と非液状化層の境界で振動外力によって M_{yn} を超える曲げモーメントが発生している。また、杭頭曲げモーメントは側方流動により M_{un} に達し、段落し配筋を行わない場合でも、杭頭付近には鋼管を巻くなどの補強が必要であると考えられる。

6. まとめ

兵庫県南部地震で被災した道路橋の橋脚基礎を対

象に、3次元有限要素法による液状化解析および側方流動解析を実施し、被災のメカニズムについて検討を行った。さらに、杭の被災を軽減するための対策法と、段落し配筋を行わなかった場合の耐震性の向上度に関して、解析的検討を試みた。

検討の結果をまとめると、以下のように書ける。

- (i) 基礎杭の杭頭部の被災は、慣性力よりもむしろ地震の振動時の地盤変形により発生し、さらに側方流動によって損傷が進展し、結果的に大きな残留変形が生じたものと考えられる。
- (ii) 被災軽減のための対策法として、SCPによる地盤改良と鋼管矢板を用いる4つの方法について検討した。その結果、鋼管矢板を橋脚基礎と護岸の間に設置する対策法が最も有効であることが分かった。
- (iii) 段落し配筋を行わない場合、地中部での損傷を軽減することができる。しかし、杭頭付近には鋼管を巻くなどの補強が必要であることが分かった。

7. あとがき

本論文は兵庫県南部地震により被災した橋脚基礎を対象に、その被災メカニズムの解明と、被害軽減のための事前の対策法として、4つ方法の有効性を比較検討したものである。

対策法としては、増し杭などの基礎自体を耐震補強する方法など他にも様々な方法があり、さらに施工性、工期、工費なども含め、総合的に判断することによりその有効性を明らかにする必要がある。

謝辞:本研究を行う上で、九州工業大学の幸左賢二助教授から、被害調査資料の分析、ならびに数値解析に関する重要なコメントを賜った。また、基礎地盤コンサルタント(株)の久保田耕司課長に、多大な協力をお願いした。末筆ながら記して深謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 土木学会：耐震基準等に関する提言集，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996。
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害，土木学会，1996。
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析，地盤工学会 土木学会，1998。

- 5) 田村敬一, 濱田禎, 東拓生: 流動化に対する耐震設計法, 基礎工, Vol.25, No.3, pp.40-46, 1997.
- 6) 阪神高速道路公団, 阪神高速道路管理技術センター: 埋立地盤の橋梁基礎構造物に関する震災調査研究, 1996.
- 7) 松井保, 南荘淳, 安田扶律, 仲田慶正, 今田和夫: 非破壊試験による基礎杭損傷調査における解析手法の開発と適用性に関する研究, 土木学会論文集, No.596/Ⅲ-43, pp.261-270, 1998.
- 8) 松井保, 南荘淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次: 臨海埋立地盤における道路橋基礎杭の地震時損傷要因に関する考察, 土木学会論文集, No.638/Ⅲ-49, pp.259-271, 1999.
- 9) 大槻明, 福武毅芳, 藤川智, 佐藤正義: 液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析, 土木学会論文集, No.495/I-28, pp.101-110, 1994.
- 10) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について(1), 生産研究, Vol.30, No.9, pp.26-29, 1978.
- 11) 福武毅芳, 松岡元: 任意方向単純せん断におけるダイレイタンシーの統一的解釈, 土木学会論文集, No.412/Ⅲ-12, pp.143-151, 1989.
- 12) 南荘淳, 安田扶律, 藤井康男, 田蔵隆, 大槻明, 淵本正樹, 中平明憲, 黒田兆次: 液状化によって側方流動が生じた埋立地盤の地中変位の計測と数値シミュレーション, 地盤工学会 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム論文集, pp.469-476, 1999.
- 13) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.357-364, 1970.
- 14) 淵本正樹, 大槻明: 杭体の非線形性を考慮した三次元液状化解析, 第32回地盤工学研究発表会講演集, pp.969-970, 1997.
- 15) Park, R. and Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, pp.11-47, John Wiley & Sons, 1975.
- 16) 規矩大義, 吉田望: 側方流動の簡易解析法に関する2, 3の考察, 地盤工学会 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム論文集, pp.399-404, 1998.
- 17) 今井常雄, 殿内啓司, 田中達吉: 地震応答解析のための土の動的性質, 土と基礎, Vol.33, No.7, pp.65-72, 1985.
- 18) 堀越研一, 大津宏康: 兵庫県南部地震により被害を受けたPC杭の調査, 第31回地盤工学研究発表会講演集, pp.1227-1228, 1996.

(2000.1.5 受付)

ANALYSIS OF THE DAMAGE TO THE PILE FOUNDATION OF A HIGHWAY BRIDGE DUE TO THE 1995 GREAT HANSHIN EARTHQUAKE AND STUDY OF EFFECTIVE COUNTERMEASURES

Atsushi NANJO, Furitsu YASUDA, Yasuo FUJII, Takashi TAZOH, Akira OHTSUKI, Masaki FUCHIMOTO, Akinori NAKAHIRA and Choji KURODA

This paper presents the condition of the damage to the pile foundation of a bridge caused by the 1995 Great Hanshin Earthquake, and examines the cause of the damage by means of the three dimensional finite element method taking into account soil liquefaction and the lateral spreading of the liquefied soil. The damage to the pile was mainly caused by the ground motion during the earthquake. It was expanded by the lateral spreading of the liquefied soil which occurred in succession after the main shock causing large residual deformation to the piles. Countermeasures involving the adoption of sand-compaction-piles or steel-pipe-sheet-piles were investigated in order to assess analytically the level to which the damage could be mitigated. It was found that the steel-pipe-sheet-piles constructed between the foundation of the pier and the quay wall can withstand strong motion, liquefaction and the lateral spreading it induces.